

单斜杆偏心支撑钢框架的弹性抗侧刚度

苏明周, 李 慎, 樊瑞昌, 张 谦

(西安建筑科技大学结构与抗震教育部重点实验室, 陕西 西安 710055)

摘要: 为了明确单斜杆偏心支撑框架结构体系的传力路径和内力分配, 便于计算层间侧移和耗能连梁转角, 采用结构力学方法给出了单斜杆偏心支撑框架结构在侧向力作用下的耗能连梁剪力和支撑轴力表达式, 依据小变形假定和胡克定律, 推导出了单斜杆偏心支撑的弹性抗侧刚度, 通过 30 个算例分析表明: 弹性抗侧刚度计算公式误差仅为 10% 左右; 耗能连梁剪力和支撑轴力计算公式具有较高的精度, 可用来确定构件的弹性内力, 并提出了支撑斜杆的简化设计方法。

关键词: 弹性抗侧刚度; 单斜杆偏心支撑; 耗能连梁; 传力路径; 层间侧移

中图分类号: TU391

文献标志码: A

文章编号: 1006-7930(2014)02-0194-05

单斜杆偏心支撑结构是指支撑斜杆的一端节点偏离梁柱节点与梁连接, 支撑节点与梁柱节点之间形成耗能连梁^[1]。通过合理的设计, 偏心支撑的塑性变形可集中在耗能连梁内发生, 偏心支撑结构可以获得稳定的位移延性和较好的耗能能力, 并且偏心支撑结构体系具有接近中心支撑框架的弹性刚度, 易于满足弹性阶段层间侧移的限值要求^[2-4]。我国《建筑抗震设计规范》(GB50011-2010)^[5] (以下简称抗规 2010) 和《高层民用建筑钢结构技术规程》(JGJ 99-98)^[6] (以下简称高钢规 98) 参考美国钢结构抗震规程(AISC341-10)^[7] 的设计方法, 将偏心支撑所在跨的框架梁、框架柱和支撑构件的设计内力乘以地震放大系数和耗能连梁塑性受剪承载力与剪力设计值的比值 (V_p/V_b , $V_p=0.58f_yh_0t_w$, f_y 为耗能连梁的屈服强度; h_0 和 t_w 分别为耗能连梁的腹板计算高度和厚度), 构件内力设计值放大之后, 截面选择变得更加困难。美国规范 (AISC341-10) 对耗能连梁转角限值有明确规定: 剪切型连梁 ($e \leq 1.6M_p/V_p$, e 为耗能连梁长度, M_p 为耗能连梁的塑性受弯承载力) 转角不大于 0.08 rad; 弯曲型连梁 ($e \geq 2.6M_p/V_p$) 转角不大于 0.02 rad; 弯剪型连梁的转角限值根据 e 线性内插。为方便计算层间侧移和耗能连梁转角, 明确耗能连梁剪力与其他杆件的内力关系, 本文对单斜杆偏心支撑 (亦称 D 形偏心支撑) 的传力路径、内力分配和弹性抗侧刚度进行深入研究。

1 弹性抗侧刚度

Englekirk^[8]对偏心支撑框架结构体系的传力路径问题进行了简化, 将梁柱节点和柱脚节点假定铰接, 不传递弯矩, 在水平剪力 V 作用下得到各个杆件的剪力和轴力, 这与结构实际受力情况相差甚远, 误差较大。典型的单斜杆偏心支撑传力路径见图 1, 在图示方向水平剪力作用下, 支撑杆件伸长, 承受轴向拉力, 框架梁 (非耗能梁) 受压, 耗能连梁的剪力由支撑传递而来, 剪力使连梁逆时针转动。单斜杆偏心支撑尺寸见图 2 所示, L_d 是支撑长度, a 是非耗能梁长, e 为耗能连梁长度, H 与 L 分别为层高和跨度, θ 为支撑倾角, $\sin\theta=H/L_d$ 。计算模型假定支撑两端铰接, 依据结构力学基本假定, 采用力法计算图 2 所示的单斜杆偏心支撑的杆件内力, 得到支撑轴力 P_d 和耗能连梁剪力 V_L 分别为式 (1) 和式 (2)。

$$P_d = \frac{V\xi(\xi+2)(3\gamma\xi - \gamma + 9\eta - 6\eta^2)}{\eta \sin\theta(3\xi^3 + 26\xi^2 - 30\eta\xi^2 + 12\eta^2\xi^2 + 7\xi + 10\eta\xi - 21\eta^2\xi + 12\eta^3\xi - 4\eta^4\xi + 8\eta - 24\eta^2 + 24\eta^3 - 8\eta^4)} \quad (1)$$

$$V_L = \frac{V(3\gamma\xi^2 + 15\gamma\xi^2 - 9\eta\xi^2 + 2\eta^2\xi^2 + 18\eta\xi - 14\eta^2\xi)}{3\xi^3 + 26\xi^2 - 30\eta\xi^2 + 12\eta^2\xi^2 + 7\xi + 10\eta\xi - 21\eta^2\xi + 12\eta^3\xi - 4\eta^4\xi + 8\eta - 24\eta^2 + 24\eta^3 - 8\eta^4} \quad (2)$$

式中: γ 为高跨比 ($=H/L$); $\eta=a/L$; ξ 为梁柱线刚度比 ($=I_bH/I_cL$), I_b 、 I_c 分别为框架梁和框架柱的强轴惯性矩。

收稿日期: 2013-11-13

修改稿日期: 2014-04-06

基金项目: 国家自然科学基金资助项目(51178382)

作者简介: 苏明周(1971-), 男, 教授, 博士生导师, 主要从事钢结构稳定与抗震、新型结构体系受力性能和设计理论研究。E-mail: sumingzhou@163.com

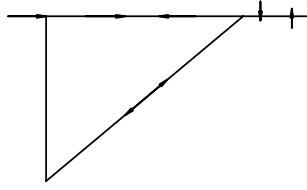


图1 偏心支撑传力路径

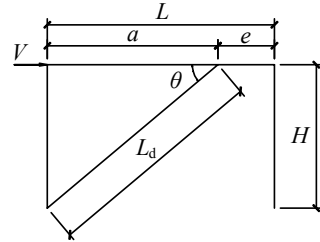


图2 偏心支撑尺寸

Fig.1 Loading path of eccentrically braced frame Fig.2 Dimension of eccentrically braced frame

本文借鉴 Paul W. Richards^[9]提出的 K 形偏心支撑框架的侧移拆分法,将框架顶点侧移分为四部分: 1) 支撑轴向变形引起的侧移; 2) 横梁轴向变形引起的侧移; 3) 耗能连梁剪切变形引起的侧移; 4) 耗能连梁弯曲变形引起的侧移,见图 3 所示。

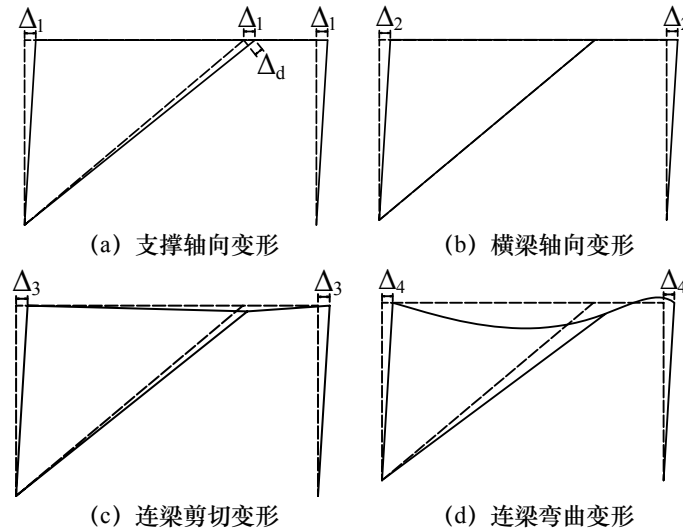


图3 偏心支撑的侧移

Fig.3 Lateral displacements of eccentrically braced frames

由小变形基本假定,支撑的轴线变形 $\Delta_d = \Delta_1 \cos \theta$, 又由胡克定律可知, $\Delta_d = P_d L_d / EA_d$, 式中, E 为弹性模量, A_d 为支撑斜杆的截面积, 可得支撑轴线变形引起的侧移 Δ_1 为:

$$\Delta_1 = \frac{P_d L_d^2}{EA_d a} \quad (3)$$

由传力路径和内力分配可知,非耗能梁轴向压力 P_a 近似等于水平剪力 V , 而后文算例中非耗能梁轴力 P_a 为 $(0.95 \sim 0.99) V$, 可见假定具有较高的精确性. 由胡克定律得到横梁轴向变形引起的侧移 Δ_2 为:

$$\Delta_2 = \frac{Va}{EA_b} \quad (4)$$

式中: A_b 为框架梁截面积.

由小变形假定,层间侧移角 γ_v 与耗能连梁的剪切变形变形角 γ_L 的关系为: $\gamma_L = \gamma_v L / e$, 又有: $\gamma_v = \Delta_3 / H$, $\gamma_L = V_L / GA_w$, 代入上式得到耗能连梁剪切变形引起的框架侧移 Δ_3 为:

$$\Delta_3 = \frac{V_L \gamma e}{GA_w} \quad (5)$$

式中: G 为剪切模量, A_w 为耗能连梁腹板面积 ($= h_0 t_w$).

耗能连梁受力情况见图 4 所示,耗能连梁端部的弯曲转角 θ_L 与由耗能连梁弯曲变形引起的框架侧移角 θ_v 相等, 由材料力学求解连梁端部转角, 有:

$$\Delta_4 = \frac{V_L H e^2}{12 EI_b} \quad (6)$$

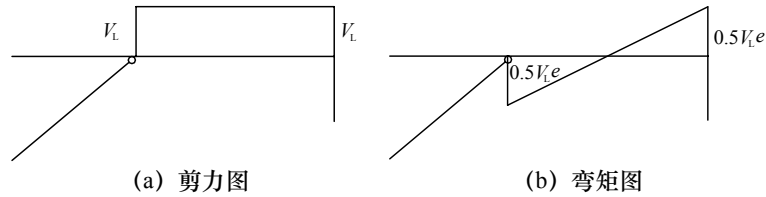


图4 耗能连梁受力简图

Fig.4 Shear force and bending moment of link

支撑构件设计阶段可按轴心受压设计,但在实际连接中,支撑端部约束很难实现铰接,能承受一定的弯矩作用,根据 Richards 的研究,支撑杆件的端部约束作用可降低耗能连梁端弯矩 20%左右,因此对式(6)乘以 0.8 的折减系数,以考虑支撑端部约束影响,得到由耗能连梁弯曲变形引起的侧移 Δ_4 为:

$$\Delta_4 = \frac{V_L H e^2}{15 E I_b} \quad (7)$$

单斜杆偏心支撑框架的总侧移为上述四项侧移之和,设 $V_L = VM$, $P_d = VN$. 则偏心支撑钢框架的弹性抗侧刚度为:

$$S_{D-EBF} = \frac{V}{\Delta_{\text{总}}} = \frac{1}{\frac{N L_d^2}{E A_d a} + \frac{a}{E A_b} + \frac{M \gamma e}{G A_w} + \frac{M H e^2}{15 E I_b}} \quad (8)$$

其中:

$$M = \frac{3\gamma\xi^2 + 15\gamma\xi^2 - 9\eta\xi^2 + 2\eta^2\xi^2 + 18\eta\xi - 14\eta^2\xi}{3\xi^3 + 26\xi^2 - 30\eta\xi^2 + 12\eta^2\xi^2 + 7\xi + 10\eta\xi - 21\eta^2\xi + 12\eta^3\xi - 4\eta^4\xi + 8\eta - 24\eta^2 + 24\eta^3 - 8\eta^4}$$

$$N = \frac{\xi(\xi+2)(3\gamma\xi - \gamma + 9\eta - 6\eta^2)}{\eta \sin \theta (3\xi^3 + 26\xi^2 - 30\eta\xi^2 + 12\eta^2\xi^2 + 7\xi + 10\eta\xi - 21\eta^2\xi + 12\eta^3\xi - 4\eta^4\xi + 8\eta - 24\eta^2 + 24\eta^3 - 8\eta^4)}$$

2 算例分析

利用 SAP2000 对 30 个单层单跨单斜杆偏心支撑进行计算,基本模型为:层高 3.6 m,跨度 5.7 m,耗能连梁长 800 mm. 截面尺寸单位均为 mm,框架柱截面采用 H250×250×10×20,梁截面采用 H300×150×10×20,支撑截面采用 H200×200×10×20. 材料弹性模量均为 2.06×10^5 MPa,泊松比均为 0.3,钢材为 Q345 钢,采用名义屈服强度;在基本模型的基础上,变化耗能连梁长度、框架高度、框架跨度、梁、柱及支撑截面,模型编号及具体尺寸见表 1. 算例所得弹性抗侧刚度与公式计算值对比见表 2.

表 2 中给出了耗能连梁剪力和支撑轴力公式与算例计算值的比较,可见公式计算值偏大 5%左右,这是因为力法求解杆件内力时,没有考虑杆件的轴向变形和剪切变形,导致内力计算值偏大,但误差很小,可以接受,以便简化内力表达式. 弹性抗侧刚度公式与算例比较误差在 $\pm 10\%$ 以内,误差在可以接受范围内,通过误差分析可知,弹性抗侧刚度的误差产生原因有:1) 支撑轴力(式 1)、耗能连梁剪力(式 2)和非耗能梁轴力 P_a 产生的误差;2) 侧向位移求解中引入的小变形假定产生的误差;3) Δ_4 求解时,耗能连梁的受力假定为两端弯矩近似相等,实际受力状态时,两端弯矩并不相等,且端弯矩随着框架的几何特性、梁柱刚度比、支撑轴向刚度的变化不断变化,这是误差产生的主要原因;4) Δ_4 求解时,假定支撑端部约束作用可承担 20%的耗能连梁端弯矩,文献[5]中证明支撑端部可分担耗能连梁端弯矩的 10%~30%,故假定中取平均值 20%计算,这是误差产生的另一原因.

表 1 弹性刚度计算模型

Tab.1 Calculation model of elastic lateral stiffness

编号	连梁长度 /mm	高度 /m	跨度 /m	框架梁 /mm	框架柱 /mm	耗能梁 /mm	支撑 /mm	变化 参数
1	500	3.6	5.7	H300×150×10×20	H250×250×10×20	H300×150×10×20	H200×200×10×20	连梁 长度
2	600	3.6	5.7	H300×150×10×20	H250×250×10×20	H300×150×10×20	H200×200×10×20	
3	700	3.6	5.7	H300×150×10×20	H250×250×10×20	H300×150×10×20	H200×200×10×20	
4	800	3.6	5.7	H300×150×10×20	H250×250×10×20	H300×150×10×20	H200×200×10×20	
5	1 000	3.6	5.7	H300×150×10×20	H250×250×10×20	H300×150×10×20	H200×200×10×20	

续表 1

6	800	3.0	5.7	H300×150×10×20	H250×250×10×20	H300×150×10×20	H200×200×10×20	高度
7	800	3.3	5.7	H300×150×10×20	H250×250×10×20	H300×150×10×20	H200×200×10×20	
8	800	3.9	5.7	H300×150×10×20	H250×250×10×20	H300×150×10×20	H200×200×10×20	
9	800	4.2	5.7	H300×150×10×20	H250×250×10×20	H300×150×10×20	H200×200×10×20	
10	800	4.5	5.7	H300×150×10×20	H250×250×10×20	H300×150×10×20	H200×200×10×20	
11	800	3.6	5.7	H250×150×10×20	H250×250×10×20	H250×150×10×20	H200×200×10×20	梁截面
12	800	3.6	5.7	H350×150×10×20	H250×250×10×20	H350×150×10×20	H200×200×10×20	
13	800	3.6	5.7	H400×150×10×20	H250×250×10×20	H400×150×10×20	H200×200×10×20	
14	800	3.6	5.7	H450×150×10×20	H250×250×10×20	H450×150×10×20	H200×200×10×20	
15	800	3.6	5.7	H450×200×10×20	H250×250×10×20	H450×200×10×20	H100×100×10×20	
16	800	3.6	5.7	H300×150×10×20	H250×250×10×20	H300×150×10×20	H150×200×10×16	支撑 截面
17	800	3.6	5.7	H300×150×10×20	H250×250×10×20	H300×150×10×20	H175×175×10×16	
18	800	3.6	5.7	H300×150×10×20	H250×250×10×20	H300×150×10×20	H175×225×10×16	
19	800	3.6	5.7	H300×150×10×20	H250×250×10×20	H300×150×10×20	H200×250×10×20	
20	800	3.6	5.7	H300×150×10×20	H250×250×10×20	H300×150×10×20	H250×250×10×20	
21	800	3.6	5.7	H300×150×10×20	H225×225×12×16	H300×150×10×20	H200×200×10×20	柱截面
22	800	3.6	5.7	H300×150×10×20	H275×275×12×16	H300×150×10×20	H200×200×10×20	
23	800	3.6	5.7	H300×150×10×20	H250×250×12×16	H300×150×10×20	H200×200×10×20	
24	800	3.6	5.7	H300×150×10×20	H300×300×12×16	H300×150×10×20	H200×200×10×20	
25	800	3.6	5.7	H300×150×10×20	H325×325×12×16	H300×150×10×20	H200×200×10×20	
26	800	3.6	6.0	H300×150×10×20	H250×250×10×20	H300×150×10×20	H200×200×10×20	跨度
27	800	3.6	6.3	H300×150×10×20	H250×250×10×20	H300×150×10×20	H200×200×10×20	
28	800	3.6	6.6	H300×150×10×20	H250×250×10×20	H300×150×10×20	H200×200×10×20	
29	800	3.6	6.9	H300×150×10×20	H250×250×10×20	H300×150×10×20	H200×200×10×20	
30	800	3.6	7.2	H300×150×10×20	H250×250×10×20	H300×150×10×20	H200×200×10×20	

表 2 公式值与算例计算值的对比
Tab.2 Comparison between formula values and model values

模型 编号	耗能连梁剪力			支撑轴力			非耗能梁轴力			弹性抗侧刚度		
	算例	式 (1)	误差	算例	式 (2)	误差	算例	剪力	误差	式 (8)	算例	误差
1	594.92	613.37	3.10	1 074.61	1 129.42	5.10	979.82	1 000	-2.02	107.39	118.13	-9.09
2	590.78	608.85	3.06	1 064.75	1 118.40	5.04	980.73	1 000	-1.93	100.52	107.65	-6.62
3	586.33	604.03	3.02	1 054.65	1 107.23	4.99	981.21	1 000	-1.88	93.64	97.64	-4.10
4	581.59	598.93	2.98	1 044.32	1 095.92	4.94	981.24	1 000	-1.88	86.96	88.35	-1.58
5	571.24	587.91	2.92	1 023.06	1 072.88	4.87	979.97	1 000	-2.00	74.65	72.29	3.26
6	478.28	497.36	3.99	964.95	1 027.75	6.51	969.33	1 000	-3.07	107.20	120.13	-10.77
7	530.04	548.10	3.41	1 004.61	1 060.93	5.61	976.11	1 000	-2.39	96.53	102.74	-6.04
8	627.38	649.84	3.58	1 084.12	1 132.61	4.47	960.18	1 000	-3.98	78.42	76.36	2.70
9	684.3	700.82	2.41	1 125.32	1 170.87	4.05	988.34	1 000	-1.17	70.83	66.33	6.78
10	735.55	751.87	2.22	1 166.93	1 210.59	3.74	990.84	1 000	-0.92	64.09	57.88	10.72
11	577.52	594.08	2.87	1 031.81	1 077.42	4.42	981.5	1 000	-1.85	74.25	81.45	-8.85
12	584.85	602.98	3.10	1 055.56	1 112.65	5.41	980.1	1 000	-1.99	96.62	94.40	2.35
13	587.62	606.47	3.21	1 065.8	1 127.71	5.81	978.55	1 000	-2.15	103.92	99.92	4.00
14	590.03	609.51	3.30	1 075.09	1 141.15	6.14	976.83	1 000	-2.32	109.46	105.10	4.14
15	592.35	612.18	3.35	1 084.32	1 153.08	6.34	976.05	1 000	-2.40	112.40	110.19	2.00
16	578.85	598.93	3.47	1 035.86	1 095.92	5.80	977.32	1 000	-2.27	75.33	78.60	-4.15
17	574.72	598.93	4.21	1 033.75	1 095.92	6.01	950.8	1 000	-4.92	71.77	77.18	-7.02
18	568.84	598.93	5.29	1 004.85	1 095.92	9.06	962.96	1 000	-3.70	81.65	83.70	-2.46
19	583.38	598.93	2.67	1 049.87	1 095.92	4.39	983.81	1 000	-1.62	96.60	94.92	1.78
20	583.74	598.93	2.60	1 050.98	1 095.92	4.28	984.32	1 000	-1.57	98.78	100.49	-1.70
21	584.82	604.55	3.37	1 076.98	1 119.39	3.94	996.04	1 000	-0.40	85.95	78.17	9.95
22	572.72	597.27	4.29	1 033.52	1 089.34	5.40	912.08	1 000	-8.79	87.25	91.79	-4.95
23	578.93	600.72	3.76	1 054.56	1 103.21	4.61	1 002.18	1 000	0.22	86.64	85.07	1.84
24	566.11	594.08	4.94	1 013.65	1 077.40	6.29	965.24	1 000	-3.48	87.80	98.15	-10.55
25	559.06	591.05	5.72	994.6	1 066.98	7.28	946.68	1 000	-5.33	88.30	104.24	-15.29
26	549.67	570.43	3.78	1 032.35	1 079.48	4.56	978.63	1 000	-2.14	87.96	91.65	-4.02
27	528.96	544.51	2.94	1 016.59	1 065.50	4.81	981.27	1 000	-1.87	88.59	94.55	-6.30
28	502.56	520.83	3.64	1 010.04	1 053.56	4.31	977.35	1 000	-2.27	88.90	97.09	-8.44
29	484.8	499.12	2.95	995.7	1 043.31	4.78	980.71	1 000	-1.93	88.93	99.29	-10.44
30	465.29	479.15	2.98	987.14	1 034.46	4.79	980.28	1 000	-1.97	88.72	101.20	-12.33

注: (1) 耗能连梁剪力、支撑轴力、非耗能梁轴力和水平剪力单位均为 N, 弹性刚度单位为 kN/mm;
(2) 误差=(公式值-算例值)/(算例值)×100%.

3 内力分析

我国高钢规 98 推荐采用剪切屈服型耗能连梁, 支撑杆件设计内力的地震增大系数为两个系数的乘积:

1) 按抗规 2010 取值: 一级不小于 1.4, 二级不小于 1.3, 三级不小于 1.2; 2) 耗能连梁的塑性受剪承载力与剪力设计值的比值 (V_p/V_b). 由式 (1) 可确定耗能连梁剪力设计值, 从而确定第二个系数.

式 (1) 和式 (2) 的比值可以得到耗能连梁剪力与支撑轴力的弹性内力关系, 与框架几何特性和梁柱线刚度比密切相关, 但二者相关关系比较复杂. 支撑弹性设计阶段, 可按轴心受压杆计算稳定承载力, 为了方便计算支撑轴力, 依据传力路径可知, 支撑轴力 P_d 和耗能连梁剪力 V_L 有近似关系: $V_L = P_d \sin \theta$, 表 2 中列出了支撑轴力与耗能连梁剪力的公式计算值, 将 V_L 与 $P_d \sin \theta$ 的数据点绘入图 5, 数据点全部落入 $V_L = P_d \sin \theta$ 线的上方, 说明公式计算值 $P_d \sin \theta$ 均比 V_L 大, 经表 3 数据分析, 偏大 10% 左右, 可将 V_L 乘以放大系数 1.1, 得到支撑轴力与耗能连梁剪力的近似计算公式: $P_d \sin \theta = 1.1 V_L$. 支撑构件进行弹性阶段设计时, 令 $V_L = V_p$, 可计算耗能连梁达到塑性受剪承载力时的支撑轴力, 然后乘以地震放大系数即可对支撑斜杆进行简化计算.

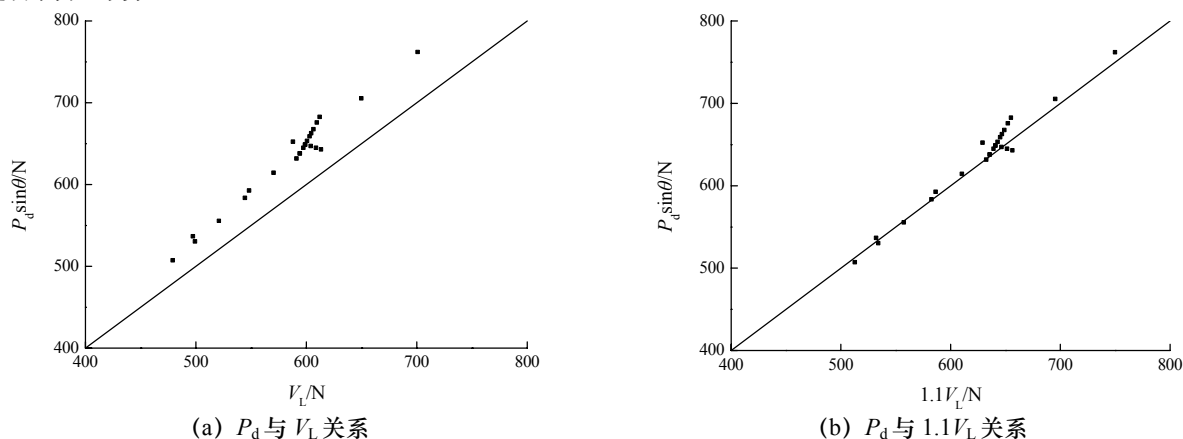


图5 耗能连梁剪力与支撑轴力关系

Fig.5 Relationship between axial of brace and shear force of link

4 结论

(1) 忽略杆件的剪切变形和轴向变形, 推导出单斜杆偏心支撑框架在水平剪力作用下的支撑轴力和耗能连梁剪力的弹性内力计算公式, 算例分析表明, 弹性内力计算式误差在 5% 以内, 有很高的计算精度.

(2) 采用侧移拆分法, 利用支撑轴力和耗能连梁剪力表达出单斜杆偏心支撑框架的弹性抗侧刚度, 通过 30 个算例分析表明, 弹性抗侧刚度计算公式误差在 10% 以内.

(3) 依据传力路径和内力分析, 得到支撑轴力与耗能连梁剪力之间的近似关系: $P_d \sin \theta = 1.1 V_L$. 依此公式可以简化设计支撑杆件的轴心受压承载力.

参考文献 References

- [1] 石永久, 熊俊, 王元清, 等. 多层钢框架偏心支撑的抗震性能试验研究[J]. 建筑结构学报, 2010, 31(2): 29-34.
SHI Yongjiu, XIONG Jun, WANG Yuanqing, et al. Experimental studies on seismic performance of multi-storey steel frame with eccentric brace [J]. Journal of Building Structure, 2010, 31(2): 29-34.
- [2] 于安林, 赵宝成, 李仁达, 等. K 形和 Y 形偏心支撑钢框架滞回性能试验研究[J]. 建筑结构, 2010, 40(4): 9-12.
YU Anlin, ZHAO Baocheng, LI Renda, et al. Experimental study on hysteretic behavior of K and Y-eccentrically braced steel frames [J]. Building structure, 2010, 40(4): 9-12.
- [3] RICLES J M, POPOV E. P. Inelastic link element for EBF seismic analysis [J]. Structural Engineering, 1994, 120(2): 441-463.
- [4] 申林, 蔡益燕, 郁银泉. 偏心支撑钢框架设计方法[J]. 建筑结构, 2002, 32(2): 13-16.
SHEN Lin, CAI Yiyuan, YU Yinquan. The design method of eccentrically braced steel frames [J]. Building structure, 2002, 32(2): 13-16.
- [5] GB50011-2010 建筑抗震设计规范[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 2010.
GB50011-2010 Code for seismic design of buildings [S]. Beijing: China Architecture Industry Press, 2010.
- [6] JGJ 99-98 高层民用建筑钢结构技术规程[S]. 北京: 中国建筑工业出版社, 1998.
JGJ 99-98 Technical specification for steel structure of tall buildings [S]. Beijing: China Architecture Industry Press, 1998.
- [7] AISC341-10 Seismic provision for structure steel buildings [S]. Chicago: American Institute of Steel Construction, 2010.
- [8] ROBERT E. Controlling behavior through design steel structures [M]. America: Wiley, 1994: 481-484.
- [9] RICHARDS P W. Estimating the stiffness of eccentrically braced frames [J]. Practice Periodical on Structural Design and Construction, 2010, 15(1): 91-95.

(下转第 203 页)